

Der senteravstanden mellom armeringen med heft overskrider $5(c+\phi/2)$ (se figur 7.2), eller der det ikke er armering med heft i strekksonen, kan en øvre verdi for rissvidden finnes ved å anta en største rissavstand:

$$s_{r,max} = 1,3 (h - x) \quad (7.14)$$

(4) Der vinkelen mellom hovedspenningsretningen og armeringsretningen for konstruksjonsdeler som er armert i to ortogonale retninger er av betydning ($>15^\circ$), kan rissavstanden $s_{r,max}$ beregnes ut fra følgende uttrykk:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,z}}} \quad (7.15)$$

der

θ er vinkelen mellom armeringen i y-retning og hovedstrekkretningen

$s_{r,max,y}$ $s_{r,max,z}$ er rissavstanden beregnet i henholdsvis y-retning og z-retning i henhold til 7.3.4 (3)

(5) For vegger som utsettes for tidlig termisk sammentrekning ved tap av herdevarme, der armeringsmengden i horisontalretning A_s ikke oppfyller kravene i 7.3.2, og der veggene er fastholdt i tidligere utstøpt betong, kan $s_{r,max}$ antas å være lik 1,3 ganger veggens høyde.

MERKNAD Der forenklede metoder for beregning av rissvidde benyttes, bør disse bygge på egenskapene gitt i denne standarden eller underbygges ved hjelp av forsøksresultater.

7.4 Nedbøyningsbegrensning

7.4.1 Generelle betraktninger

(1) P Deformasjonen av en konstruksjonsdel eller en konstruksjon skal ikke være slik at den påvirker dens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte.

(2) Passende grenseverdier for nedbøyning som tar hensyn til type konstruksjon, overflatebehandling, skillevegger/delevegger og innfestinger og til konstruksjonens funksjon, bør fastlegges.

(3) Deformasjonene bør ikke overskride dem som er akseptable for andre tilstøtende elementer, f.eks. levegger, glassflater, kledning, driftstekniske anlegg eller overflatebehandling. I noen tilfeller kan begrensning være nødvendig for å sikre at maskiner eller utstyr som konstruksjonen bærer, fungerer som de skal, eller for å unngå vannansamling på flate tak.

MERKNAD Grensene for nedbøyninger angitt i (4) og (5) nedenfor er fra ISO 4356 og vil vanligvis være tilfredsstillende for konstruksjoner som boliger, kontorer, offentlige bygninger eller fabrikker. Det bør vurderes om grensene passer for den aktuelle konstruksjonen, og at det ikke foreligger spesielle behov. Ytterligere informasjon om nedbøyninger og grenseverdier finnes i ISO 4356.

(4) Konstruksjonens utseende og generelle brukbarhet kan bli redusert der beregnet nedbøyning for en bjelke, plate eller utkrager, for kombinasjonen med tilnærmet permanente laster, overskrider spennvidden/250. Nedbøyningen vurderes i forhold til oppleggene. Overhøyde kan brukes for å kompensere for deler av eller hele nedbøyningen, men en forskalet overhøyde bør vanligvis ikke overskride spennvidden/250.

(5) Nedbøyninger som kan skade tilstøtende deler av konstruksjonen, bør begrenses. For nedbøyning etter ferdig bygging er spennvidden/500 normalt en passende grenseverdi for kombinasjonen med tilnærmet permanente laster. Andre grenseverdier kan vurderes, avhengig av de tilstøtende delenes følsomhet.

(6) Påvisning av deformasjonsgrensetilstanden kan enten utføres gjennom

- begrensning av forholdet mellom spennvidde og tverrsnittshøyde etter 7.4.2 eller
- sammenligning av en beregnet nedbøyning etter 7.4.3 med en grenseverdi.

MERKNAD De faktiske deformasjonene kan avvike fra de beregnede verdiene, særlig hvis størrelsen av de påførte momenter ligger nær rissmomentet. Forskjellene vil avhenge av spredning i materialegenskaper, miljøforhold, lasthistorikk, fastholding ved opplegg, grunnforhold osv.

7.4.2 Tilfeller der beregninger kan utelates

(1)P Det er normalt ikke nødvendig å beregne nedbøyninger, enkle regler basert på grenseverdier for spennvidde/høydeforholdet kan, for eksempel, være tilstrekkelig for å unngå nedbøyningsproblemer under normale forhold. Mer nøyaktig påvisning er nødvendig for konstruksjonsdeler som er utenfor slike grenseverdier, eller der det er andre grenseverdier for nedbøyning enn de som ligger til grunn for de forenklede metodene.

(2) Forutsatt at armerte betongbjelker eller -dekker i bygninger er utformet slik at de ligger innenfor spennvidde/høydeforholdet som er gitt i dette punktet, kan nedbøyningene antas å ikke overskride grensene fastlagt i 7.4.1 (4) og (5). Grenseverdien for spennvidde/høydeforholdet kan bestemmes ved hjelp av uttrykk (7.16 a) og (7.16 b) som multipliseres med korreksjonsfaktorer for å ta hensyn til armeringstypen som er brukt, og andre forhold av betydning. Det er ikke tatt hensyn til eventuell overhøyde i disse uttrykkene.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{hvis } \rho \leq \rho_0 \quad (7.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{hvis } \rho > \rho_0 \quad (7.16.b)$$

der

l/d er grenseverdien for spennvidde/høyde forholdet

K er en faktor som tar hensyn til ulike typer statisk system

ρ_0 er referansearmeringsforholdet $= 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$

ρ er det nødvendige strekkarmeringsforholdet midt i feltet, beregnet for de dimensjonerende lastene (ved innspenningen for utkrager)

ρ' er det nødvendige trykkarmeringsforholdet midt i feltet, beregnet for de dimensjonerende lastene (ved innspenningen for utkrager)

f_{ck} er i MPa

Uttrykk (7.16 a) og (7.16 b) er utledet med den forutsetning at stålspenningen er 310 MPa (tilnærmet svarende til at $f_{yk} = 500$ MPa) for den aktuelle dimensjonerende lasten i bruksgrensetilstanden for et opprisset tverrsnitt, midt i feltet for bjelker eller dekker eller ved innspenningen for utkrager. For andre spenningsnivå bør verdiene beregnet ved hjelp av uttrykk (7.16) multipliseres med $310/\sigma_s$. Det vil normalt være konservativt å anta:

$$310 / \sigma_s = 500 / (f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}) \quad (7.17)$$

der

σ_s er stålets strekkspenning midt i feltet (ved innspenningen for utkrager) beregnet for dimensjonerende last i bruksgrensetilstanden

$A_{s,prov}$ er faktisk innlagt tverrsnittsareal av armering

$A_{s,req}$ er beregningsmessig nødvendig tverrsnittsareal av armering i bruddgrensetilstanden